

CORTINAS DE ESTACAS CIRCULARES EM CONCRETO ARMADO

PROF. VITOR FAUSTINO PEREIRA

FUEL/CTU/DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

Este trabalho é resultado de uma palestra promovida pelo Departamento de Estruturas da FUEL no dia 04/04/84.

O objetivo é mostrar como deve ser projetada este tipo de estrutura de arrimo muito utilizada em nossa região na contenção de escavações.

Três aspectos importantes do projeto são estudados: a estabilidade da estrutura, a determinação dos esforços e o dimensionamento da seção.

Muito do que existe em termos de bibliografia trata-se de soluções aproximadas. Mostra-se neste trabalho a solução exata do problema, considerando-se também a coesão do solo, e parte-se a seguir para as simplificações que permitam um cálculo rápido.

ESTRUTURAL
PROJETOS E CONSULTORIA DE ESTRUTURAS

01. CRITÉRIO DE RESISTÊNCIA DE COULOMB:

O critério de resistência aceito universalmente para os solos é o critério de Coulomb. Este critério afirma que ocorre ruptura em um ponto de um maciço de terra quando, neste ponto, a tensão de cisalhamento (τ) iguala-se a resistência ao cisalhamento ($\bar{\tau}$) que é dada por:

$$\bar{\tau} = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (01)$$

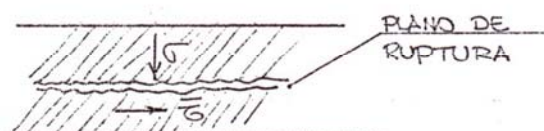


FIG.01

onde:

c = coesão do solo

σ = tensão normal sob o plano de ruptura

φ = ângulo de atrito interno do solo

A expressão mostra que a resistência ao cisalhamento é composta de duas parcelas: a primeira é devido a coesão, que corresponde ao efeito de uma tensão normal natural entre os grãos, e a segunda é devido ao atrito entre as partículas, aumentando com a tensão normal que é aplicada sobre o plano de ruptura.

O gráfico da função ($\bar{\tau} \times \sigma$) é uma reta cuja ordenada na origem é a coesão e a inclinação é o ângulo de atrito.

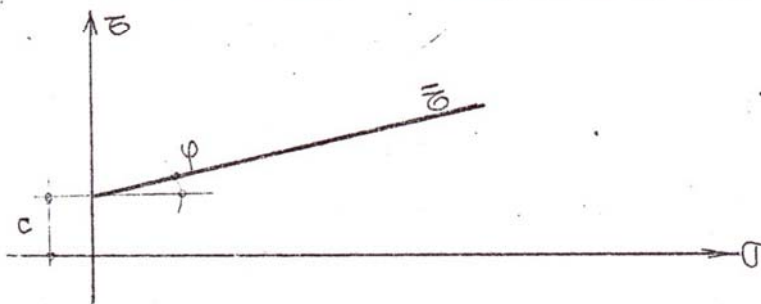


FIG.02

Para um solo submetido a um estado duplo de tensões ocorrerá ruptura em um ponto quando o círculo de Mohr referente ao estado de tensões naquele ponto tocar a reta de Coulomb. Neste caso, em algum plano passando pelo ponto, a tensão de cisalhamento igualou-se à resistência ao cisalhamento.

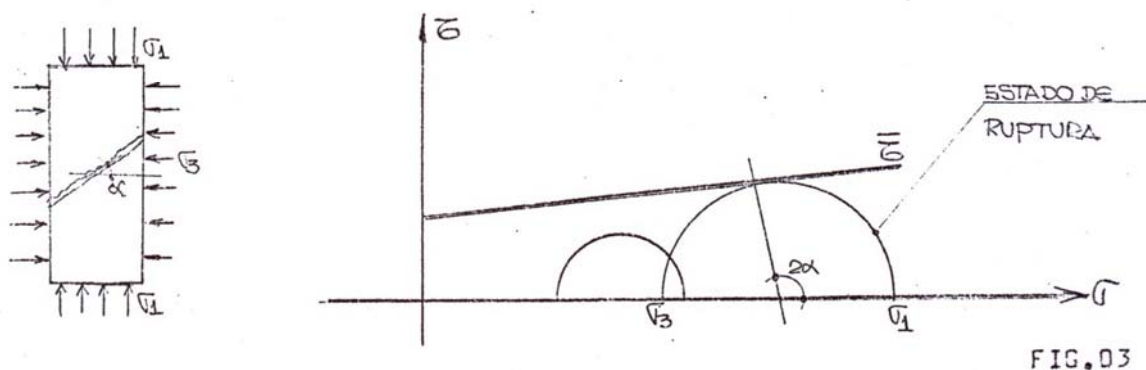


FIG. 03

OBS: σ_1 = tensão principal maior
 σ_3 = tensão principal menor

É de grande interesse a relação entre as duas tensões principais em um ponto para que ocorra ruptura.

$$\sigma_1 = \sigma_3 N\varphi + 2c \sqrt{N\varphi} \quad (02)$$

onde:

$$N\varphi = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} = \tan^2(45 + \varphi/2) \quad (03)$$

A dedução desta expressão pode ser encontrada em qualquer bibliografia de Mecânica dos Solos.

Para o caso particular de compressão simples, $\sigma_3 = 0$, teremos a resistência a compressão simples dada por:

$$\sigma_1 = R_s = 2c \tan(45 + \varphi/2) \quad (04)$$

02. EQUILÍBRIO ATIVO E PASSIVO DE MACIÇOS DE TERRA:

Consideremos um ponto dentro de um maciço de terra no estado natural (repouso).

Neste ponto atuarão uma tensão vertical σ_v e uma tensão horizontal σ_h .

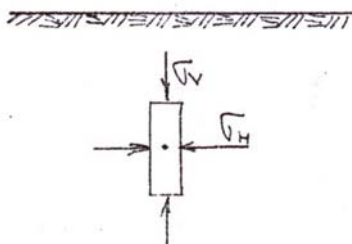


FIG. 04

A relação entre as duas tensões pode ser dada pelo coeficiente K_0 (coeficiente de empuxo em repouso).

$$K_0 = \frac{\sigma_H}{\sigma_V} \quad (05)$$

Como se trata de um estado natural o círculo de Mohr (I) referente a este estado de tensão não tocará a reta de Coulomb.

Admitindo agora uma parede vertical, passando por este ponto, dos estados de ruptura poderão ocorrer com o deslocamento da parede.

Se a parede se deslocar para a esquerda haverá um alívio das tensões horizontais. Este alívio provocará um aumento do raio do círculo de Mohr até que este (II) toque a reta de Coulomb havendo então ruptura do solo.

Ao contrário, se a parede se deslocar para a direita, haverá um aumento das tensões horizontais. Inicialmente, este aumento faz com que o raio do círculo de Mohr diminua até a tensão horizontal igualar-se a vertical. Continuando o movimento da parede, o raio do círculo de Mohr passará a aumentar até que o círculo (III) toque a reta de Coulomb havendo então ruptura do solo.

O primeiro estado de ruptura é chamado de ESTADO ATIVO pois trata-se de uma ação do solo sobre a estrutura. As tensões horizontais neste caso serão designadas por σ_a .

O segundo é chamado de ESTADO PASSIVO pois trata-se de uma reação (resistência) do solo ao movimento da estrutura. As tensões horizontais neste caso serão designadas por σ_p .

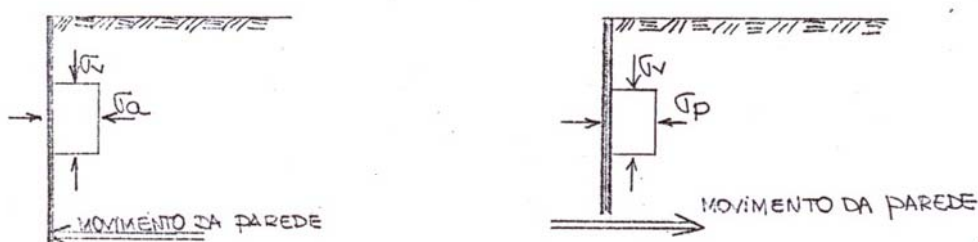


FIG. 05

A seguir apresenta-se os círculos de Mohr referente a cada situação.

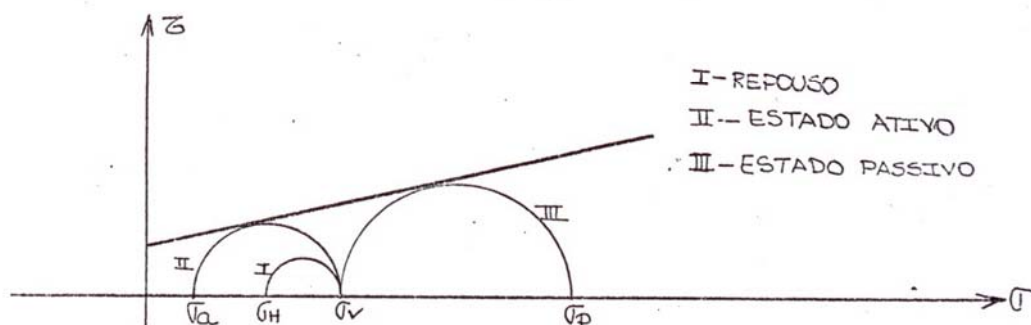


FIG. 06

Pode se verificar na figura (6) que sempre teremos:

$$\sigma_a < \sigma_H < \sigma_v < \sigma_p$$

2.1. TENSÕES NO ESTADO ATIVO:

Verifica-se no círculo de Mohr II que o plano horizontal, onde atua σ_v , e o plano vertical onde atua σ_a , são planos principais.

A tensão principal maior σ_1 é igual a σ_v , que no caso da superfície do terreno ser horizontal é dada por:

$$\sigma_1 = \sigma_v = \gamma \cdot z \quad (06)$$

onde: γ é o peso específico do solo.

A tensão principal menor σ_3 será igual a σ_a .

Substituindo σ_1 e σ_3 na expressão (02) teremos as tensões ativas em função da tensão vertical.

$$\sigma_a = K_a (\gamma \cdot z - R_s) \quad (07)$$

onde K_a é chamado de coeficiente de empuxo ativo e é dado por:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2) = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (08)$$

e R_s é a resistência a compressão simples dada pela expressão 4.

A distribuição de tensões com a altura é linear. Se a resistência a compressão simples é uma constante com a altura, existe uma faixa do terreno, próxima a superfície, de altura γ_0 , onde as tensões são negativas (tração). Como o solo não possui resistência a tração, nesta região formam-se fendas de tração.

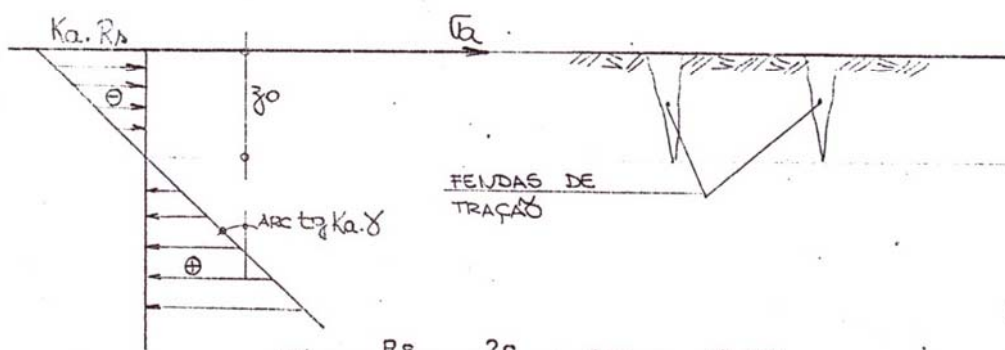


FIG. 07

$$z_0 = \frac{R_s}{\gamma} = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg}(45 + \varphi/2) \quad (09)$$

Para o caso de solos granulares, sem coesão, a distribuição de tensões é triangular e a tensão σ_a em um ponto genérico é dada por

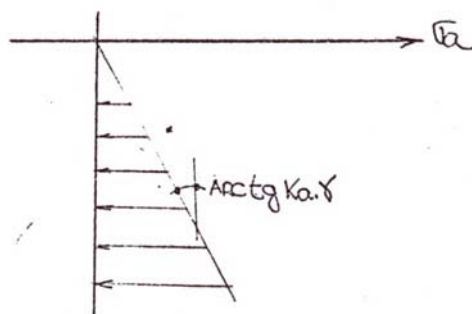


FIG. 08

$$\sigma_a = K_a \cdot \gamma \cdot z = \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2) \quad (10)$$

2.2. TENSÕES NO ESTADO PASSIVO:

Analogamente ao que foi feito para o estado ativo, tem-se no círculo de Mohr III da figura(6) que:

$$\sigma_1 = \sigma_p \quad \sigma_3 = \gamma \cdot z \quad (11)$$

Substituindo-se estes valores na expressão(2) teremos:

$$\sigma_p = K_p \cdot \gamma \cdot z + R_s \quad (12)$$

onde K_p é chamado de coeficiente de empuxo passivo e é dado por:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45 + \varphi/2) = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} \quad (13)$$

Pode-se verificar que K_p é recíproco de K_a .

$$K_p = 1/K_a \quad (14)$$

No caso do solo ser granular teremos:

$$\sigma_p = K_p \cdot \gamma \cdot z = \tan^2(45 + \varphi/2) \cdot \gamma \cdot z \quad (15)$$

A figura(9) mostra a distribuição de tensões nos dois casos.

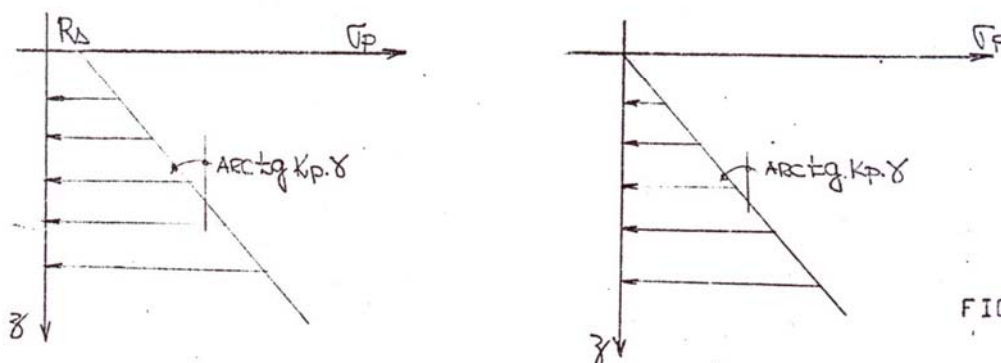


FIG. 09

2.3. INFLUÊNCIA DA COESÃO:

Analisando-se as figuras 7, 8 e 9, verifica-se que a coesão atua sempre no sentido de diminuir as tensões ativas e aumentar as tensões passivas.

Lembrando que as tensões ativas representam ações e as passivas resistências, a influência da coesão será sempre favorável pois ela diminui as ações e aumenta as resistências.

A coesão é um parâmetro do solo de difícil determinação experimental e com campo de variação é muito grande, o que não ocorre com o ângulo do atrito. Por isto preferiu-se trabalhar com a resistência a compressão simples que é um parâmetro de fácil determinação e que engloba a coesão e o ângulo de atrito.

Para as argilas, por exemplo, o ângulo de atrito varia entre 20° e 30° e a coesão pode variar de 0 até 1 kg/cm^2 ou mais. Esta variação da coesão, comparada com a variação do ângulo de atrito, para as profundidades usuais de escavação, chega a dispensar o uso de escoramentos.

03. EMPUXO ATIVO E PASSIVO:

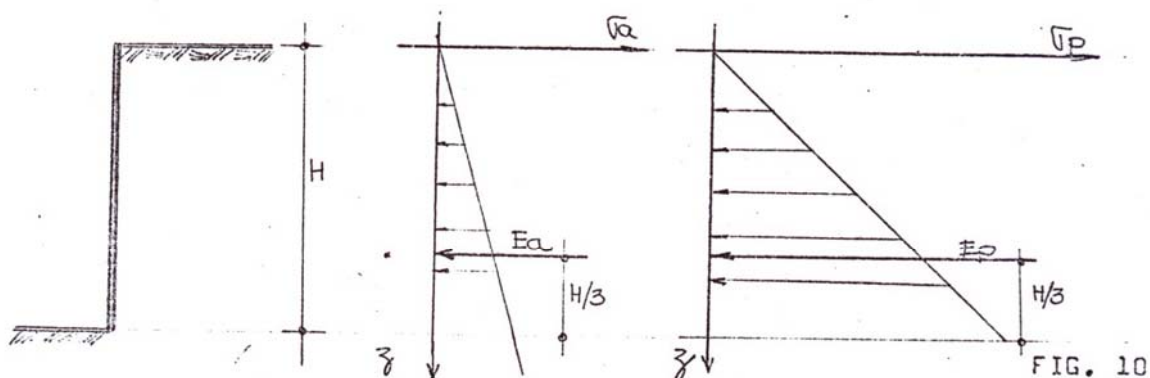
ESTRUTURAL
PROJETOS E CONSULTORIA DE ESTRUTURAS

Chama-se de empuxo a força resultante, por unidade de comprimento, das ações e reações do solo sobre a estrutura de arrimo.

De acordo com a Teoria de Rankine, tal força pode ser obtida simplesmente tomando-se a área do diagrama de tensões horizontais.

3.1. SOLOS GRANULARES:

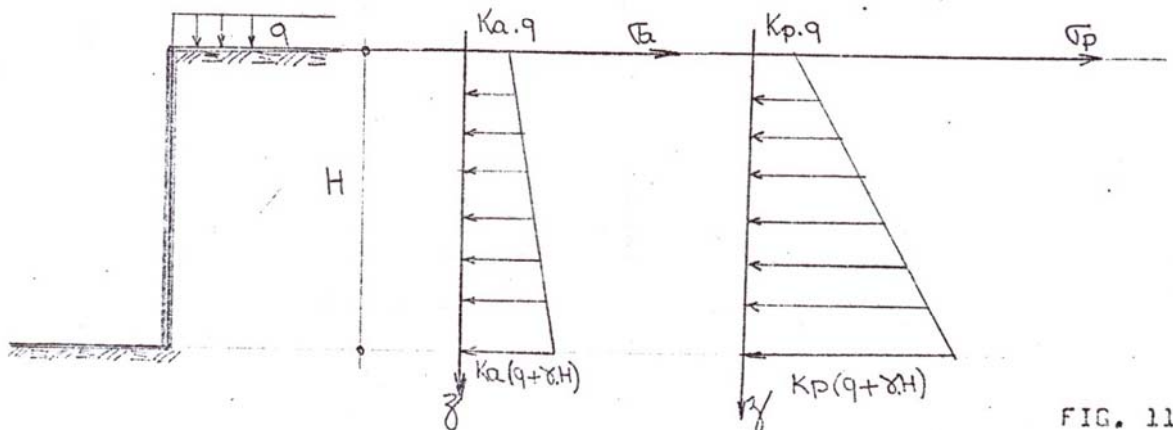
No caso de solos granulares o diagrama de tensões é triangular. A obtenção da resultante e o ponto de aplicação, no caso ativo e passivo é imediata, conforme se vê na figura 10.



$$E_a = \frac{K_a \cdot \gamma \cdot H^2}{2} \quad (16)$$

$$E_p = K_p \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \quad (17)$$

Quando o terreno apresenta uma sobrecarga (q) uniformemente distribuída na superfície, as tensões verticais sofrem um aumento de q , e as tensões ativas e passivas sofrem aumentos de $K_a \cdot q$ e $K_p \cdot q$, respectivamente.



$$E_a = K_a(qH + \frac{\gamma \cdot H^2}{2}) \quad (18)$$

$$E_p = K_p(qH + \frac{\gamma \cdot H^2}{2}) \quad (19)$$

3.2. SOLOS COESIVOS:

Quando o solo é coesivo o diagrama de pressões ativas, conforme a figura 7, sofre uma translação para a esquerda de $K_a R_s$ e o de pressões passivas, conforme a figura 9., sofre uma translação para a direita de R_s .

As forças resultantes podem ser obtidas tomando-se as áreas dos trapézios.

No caso de empuxo ativo um cuidado especial deve ser tomado com as tensões negativas, pois estas não tem como ser transmitidas à estrutura de arrimo. Recomenda-se neste caso então, desprezar a faixa de terreno de altura z_0 a partir da superfície.

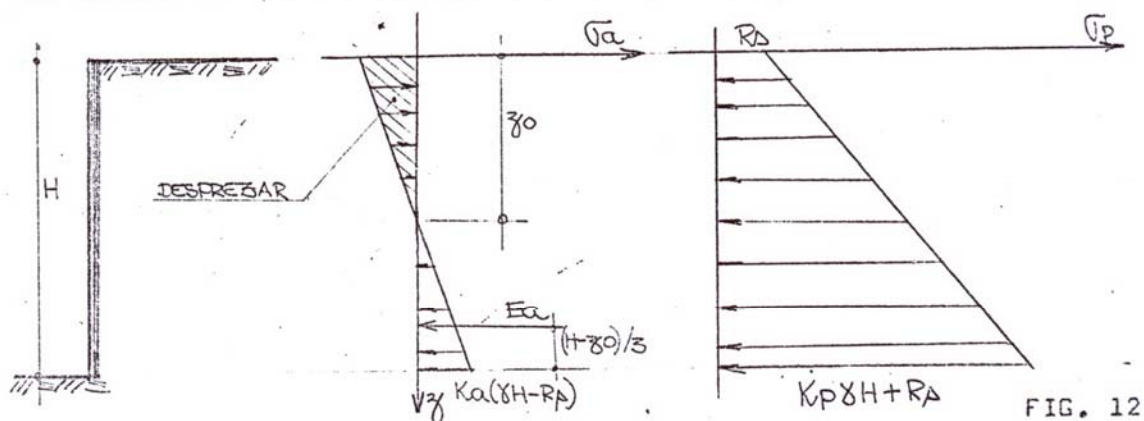


FIG. 12

$$E_a = K_a \cdot \gamma \cdot \left(\frac{H - z_0}{2} \right)^2 \quad (20)$$

$$E_p = K_p \cdot \gamma \cdot \frac{H^2}{2} + R_s \cdot H \quad (21)$$

Quando atua sobre a superfície do terreno uma sobrecarga q , basta deslocar os dois diagramas da figura 12 para a direita de $K_a q$ e $K_p q$, respectivamente. Se no caso ativo ainda restarem tensões negativas é recomendável que as mesmas sejam desprezadas.

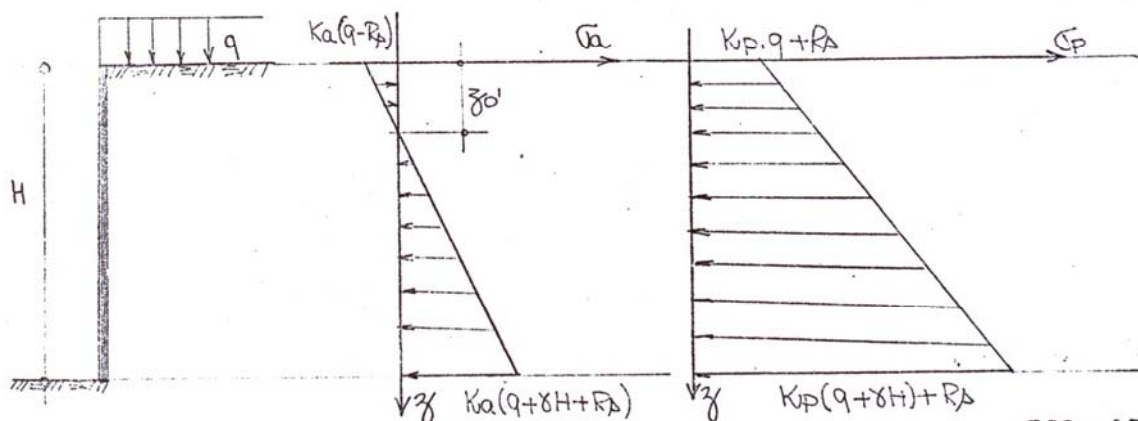


FIG. 13

Se $R_s > q$:

$$z_o' = \frac{R_s - q}{\gamma} \quad (22)$$

$$E_a = \frac{K_a \cdot \gamma}{2} \cdot (H - z_o')^2 \quad (23)$$

Se $R_s < q$:

$$E_a = K_a \left((q - R_s)H + \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \right) \quad (24)$$

$$E_p = R_s H + K_p \left(qH + \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \right) \quad (25)$$

04. CORTINAS DE ESTACAS PRANCHA:

Chama-se de cortina a estrutura de arrimo cujos elementos trabalham predominantemente por esforços de flexão.

Cortinas de estacas prancha são cortinas executadas em estacas i soladas e engastadas no solo (FIG. 14). Em inglês este tipo de estrutura é denominada de "sheet-piles walls" e em francês "rideaux de palplanches".

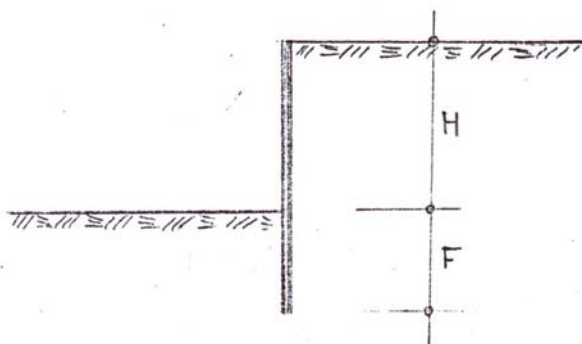


FIG. 14

O cálculo deste tipo de estrutura é dividido em 3 fases:

Em uma primeira fase deve-se determinar a profundidade F , chamada de ficha, em que a estaca deve ser engastada para que ela permaneça em equilíbrio. Esta profundidade depende da altura de escavação H e das características do solo: c, φ, γ .

A seguir deve-se determinar o ponto onde ocorre e o valor do momento máximo que também dependem de H, c, φ, γ .

Com o valor da máxima solicitação passa-se à terceira etapa que consiste no dimensionamento da seção da estaca.

Quanto a geometria da seção da estaca e aos materiais empregados existem uma série de soluções que variam conforme a tecnologia disponível.

Elas podem ser executadas em madeira ou pré-moldados de concreto formando perfis que se encaixem conforme a figura 15.

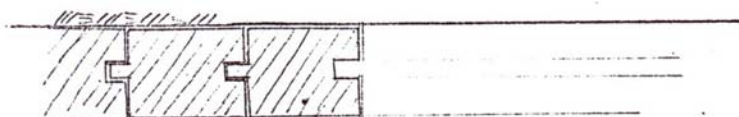


FIG. 15

Como a solicitação predominante é a de flexão, podem ser utilizados perfis metálicos que possibilitam uma alta inércia associada a um baixo peso.

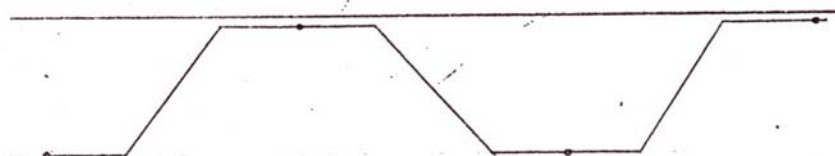


FIG. 16

Uma técnica muito utilizada na contenção de escavações para construção de matrôs no Brasil, consiste na escavação de estacas metálicas com perfil duplo T, espaçadas. Com a escavação o espaço entre as estacas pode ser preenchido com pranchões de madeira. Esta técnica permite o reaproveitamento dos perfis metálicos.

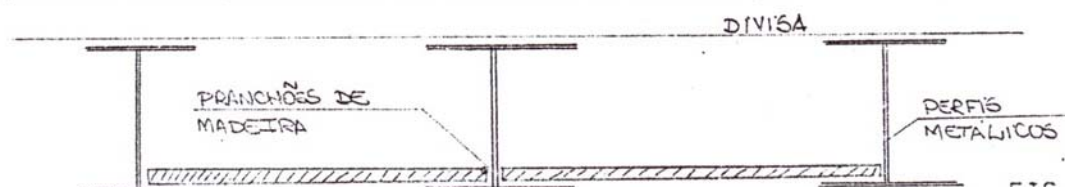


FIG. 17

Em nossa região a técnica mais utilizada consiste na execução de estacas espaçadas, tipo Strauss, antes da escavação do terreno. Com a escavação o solo fica retido entre as estacas graças a pequenos arcos naturais que se formam entre uma estaca e outra. É importante neste caso que o espaçamento entre estacas não seja muito grande, o

que poderia impossibilitar a formação dos arcos.

Recomenda-se neste caso que, para solos granulares, o espaçamento entre estacas não seja maior que 3 vezes o diâmetro.

Após a escavação, o espaço entre estacas é preenchido com alvenaria cuja única finalidade será a de vedação.

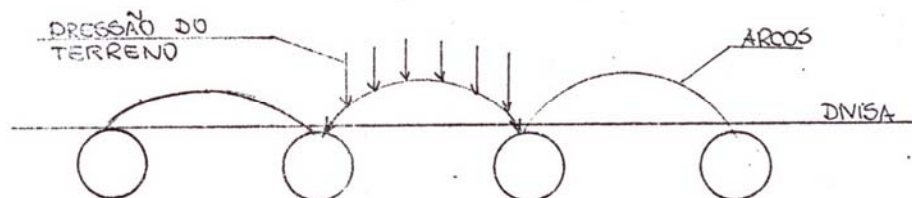


FIG. 18

É importante lembrar que este tipo de estrutura não se presta para utilização quando a altura de escavação é muito grande.

Nestes casos, mesmo que o dimensionamento esteja correto, os deslocamentos do topo da estaca serão grandes podendo ocasionar danos às construções vizinhas.

No caso de solos granulares recomenda-se, quando a altura de escavação ultrapassar a 4m., a utilização de escoramentos nos topos das estacas ou atirantamento dos topos dentro de terrenos vizinhos.

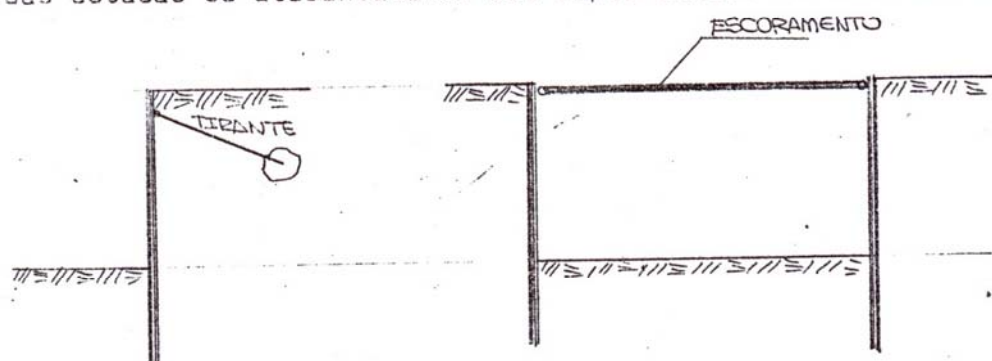


FIG. 19

Quando a largura do terreno for muito grande impossibilitando-se o auto-escoramento das divisas, pode-se recorrer a um escoramento em parte da estrutura do edifício executada anteriormente.

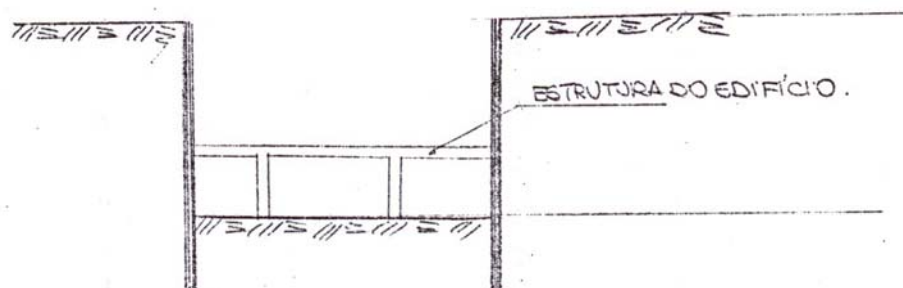


FIG. 20

Quando o solo é coesivo, como ocorre com o solo residual de basalto de nossa região, conforme a altura de escavação não chega a se manifestar empuxo ativo algum. Isto equivale a ter-se na figura 12 - $z_0 > H$. Nestes casos o limite de 4m pode ser sensivelmente expandido.

05. DETERMINAÇÃO DA FICHA:

A determinação da ficha é feita admitindo-se como hipótese que a estaca só apresente movimento de corpo rígido. Esta hipótese é válida na medida em que as deformações da estaca são desprezíveis face às deformações do terreno.

O efeito do corte de altura H no ponto A são resumidos a^o carregamento vertical P_v , a um empuxo ativo E_a e a um momento de tombamento M_a .

Ao ser solicitada a estaca gira, no sentido anti-horário, em torno do ponto B (FIG. 21).

Ao sofrer este movimento aparecerão os seguintes empuxos:

- Acima do ponto B e a direita da estaca: empuxo ativo;
- Acima do ponto B e a esquerda da estaca: empuxo passivo;
- Abaixo do ponto B e a direita da estaca: empuxo passivo;
- Abaixo do ponto B e a esquerda da estaca: empuxo ativo.

Como incógnitas temos a altura X do pé da escavação até o centro de rotação da estaca e a altura Z do centro de rotação até o pé da estaca. A ficha F é dada pela soma das duas alturas.

Como condições de equilíbrio temos as duas condições de estática: somatória de forças horizontais e momentos nulos.

Temos portanto duas incógnitas e duas condições que permitem a solução do problema.

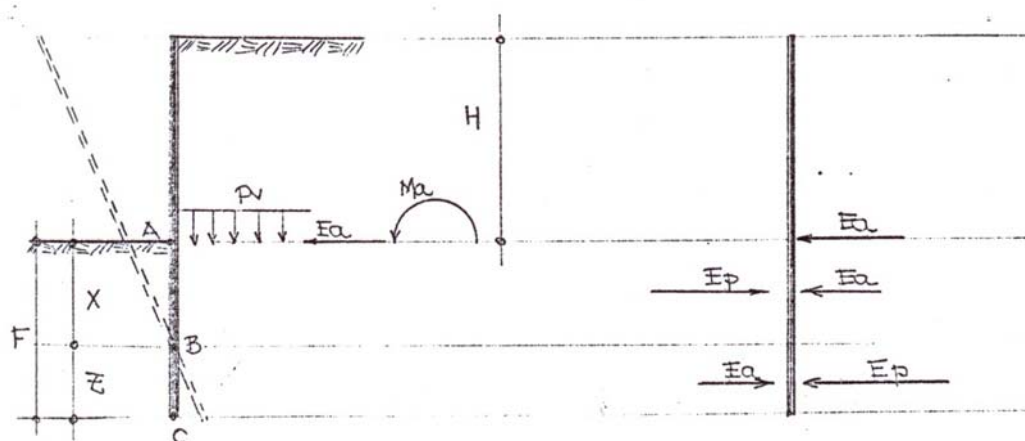


FIG. 21 .

5.1. SOLUÇÃO GERAL:

A partir das considerações apresentadas pode-se montar o esquema de carregamento sobre a estaca a partir do pé da escavação.

Na figura 22 temos o carregamento que atua de cada lado da estaca e o carregamento resultante.

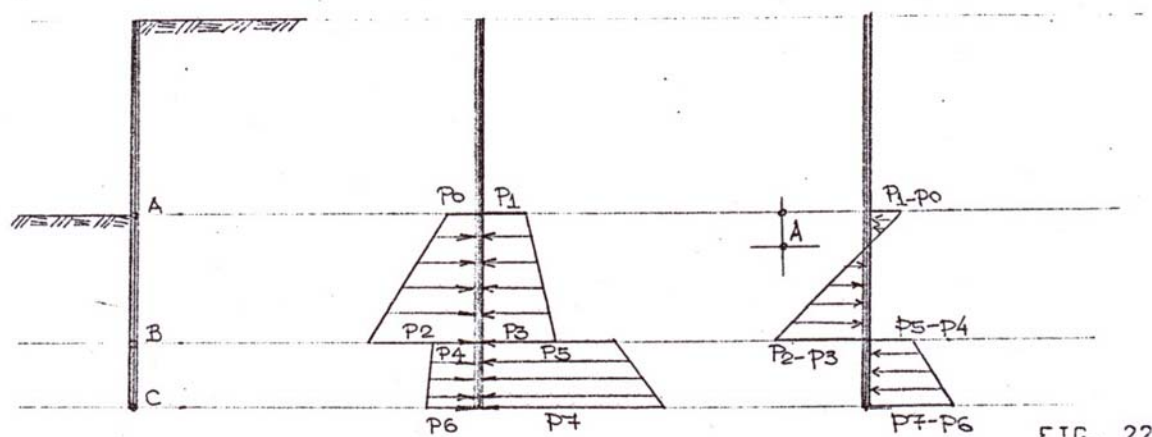


FIG. 22

Interpretando o carregamento p_v como uma sobrecarga, cada um dos carregamentos, para espaçamento unitário entre estacas, podem ser dados pelas expressões a seguir:

$$p_1 = K_a(p_v - R_s) \quad (26a)$$

$$p_0 = R_s \quad (26b)$$

$$p_2 = R_s + K_p \cdot \gamma \cdot X \quad (26c)$$

$$p_3 = K_a(p_v - R_s + \gamma \cdot X) \quad (26d)$$

$$p_4 = K_a(\gamma \cdot X - R_s) \quad (26e)$$

$$p_5 = K_p(p_v + \gamma \cdot X) + R_s \quad (26f)$$

$$p_6 = K_a(\gamma \cdot X - R_s + \gamma \cdot Z) \quad (26g)$$

$$p_7 = K_p(p_v + \gamma \cdot X + \gamma \cdot Z) + R_s \quad (26h)$$

A distância A referente ao ponto onde o carregamento se anula, é dada por:

$$A = \frac{p_1 - p_0}{\gamma \cdot (K_p - K_a)} \quad (27)$$

Chamando de:

$$C = \gamma \cdot (K_p - K_a) \quad (28)$$

$$D = R_s(1 + K_a) \quad (29)$$

tem-se:

$$A = \frac{K_{apv} - D}{C} \quad (30)$$

A primeira condição de equilíbrio (somatória de forças horizontais igual a zero) é dada por:

$$E_a + \left(\frac{p_1 - p_0 + p_3 - p_2}{2} \right) X - \left(\frac{p_4 - p_5 + p_6 - p_7}{2} \right) Z = 0$$

substituindo os valores das expressões 26, 28 e 29., tem-se:

$$Z^2(C/2) + Z(CX + K_p.pv + D) + [E_a + X(K_{apv} - D) - \frac{CX^2}{2}] = 0 \quad (31)$$

que é uma equação do 2º grau que fornece Z a partir de X.

A segunda condição de equilíbrio (momento estático igual a zero) é obtida tomando-se por exemplo, o momento no ponto B.

$$M_B = M_a + E_a.X + p_1 \frac{X^2}{2} + (p_3 - p_1) \frac{X^2}{6} - (p_2 - p_0) \frac{X^2}{6} - p_0 \frac{X^2}{2} + \frac{p_4.Z^2}{2} + (p_6 - p_4) \frac{Z^2}{3} - \frac{p_5.Z^2}{2} - (p_7 - p_5) \frac{Z^2}{3} = 0$$

substituindo-se os valores das expressões 26, 28 e 29:

$$M_B = M_a + E_a.X + \frac{X^2}{6}(3K_a.pv - CX - 3D) - \frac{Z^2}{6} \cdot (3.K_p.pv + 3.CX + 2.C.Z + 3.D) = 0 \quad (32)$$

O problema poderia ser resolvido então isolando-se Z de X na expressão 31 e substituindo na 32. Isto resultaria na equação 32 um

polinômio do 3º em X.

Mais simples parece ser a solução por tentativas. Ela consiste em se arbitrar um valor para X. Com o valor de X na equação 31 obtém-se Z e a seguir testa-se na equação 32 se os valores de X e Z anulam o momento no ponto B.

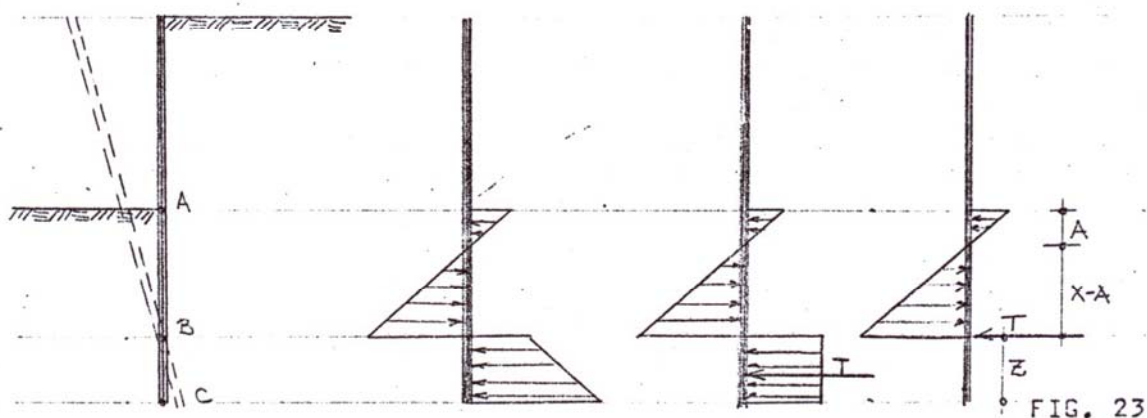
Se o valor arbitrado não corresponder a solução, escolhe-se um outro de maneira a se aproximar da condição expressa na equação 32. O valor da ficha é obtido somando-se as alturas X e Z.

5.2. MÉTODO DE BLUM:

A solução geral do problema só é possível por tentativas conforme foi visto. Em termos práticos este procedimento só é viável quando se dispõe de uma calculadora programável.

Como o uso de máquinas eletrônicas é recente em termos de engenharia, estes cálculos tinham que ser feitos dentro de hipóteses simplificadoras que permitissem, por exemplo, o cálculo gráfico.

Uma destas alternativas foi proposta por Blum. Ela consiste em se admitir uma distribuição de cargas no trecho BC da estaca (FIG. 23) constante.



Além disso a resultante T do carregamento neste trecho é suposta aplicada no ponto B. Com isto comete-se um erro ao se desprezar o momento de T em relação ao ponto B. Este erro é compensado tomando-se a distância Z como

$$Z = 0,2(X - A) \quad (33a)$$

o que na maioria das vezes se revela a favor da segurança.

A ficha é dada então por:

$$F = X + 0,2(X - A) \quad (33b)$$

O cálculo da distância X é feito tomando-se a mesma condição referente a equação 22, porém desprezando-se as contribuições de p_4 , p_5 , p_6 e p_7 . Com isto, tem-se:

$$M_B = M_a + E_a \cdot X + p_1 \frac{X^2}{2} + (p_3 - p_1) \frac{X^2}{6} - (p_2 - p_0) \frac{X^2}{6} - p_0 \frac{X^2}{2} = 0$$

que, substituindo os valores das expressões 26, 28 e 29 fornece:

$$M_a + E_a \cdot X + (K_{apv} - D) \frac{X^2}{2} - \frac{CX^3}{6} = 0 \quad (34)$$

que é uma equação do 3º grau em X . O valor de X pode ser obtido por tentativas também e Z é dado, aproximadamente, pela equação 33.

A vantagem do método de Blum reside no fato que a obtenção de X pode ser feita graficamente tomando-se fatias de terreno a partir do ponto A até chegar a condição de momento nulo.

Um caso particular do método de Blum ocorre quando o terreno é homogêneo e não coesivo. Neste caso a ficha pode ser obtida facilmente em função da altura de escavação.

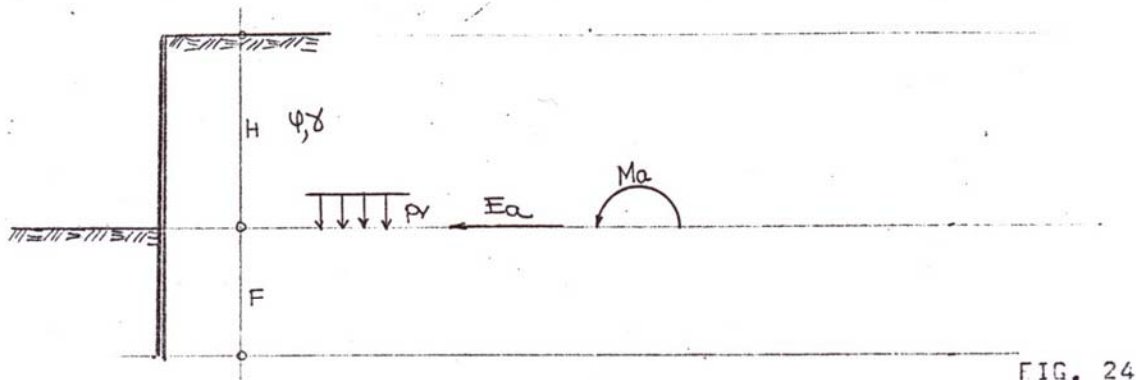


FIG. 24

Neste caso, tem-se:

$$M_a = \frac{K_a \cdot \gamma \cdot H^3}{6} \quad (35a)$$

$$E_a = K_a \cdot \gamma \cdot \frac{H^2}{2} \quad (35b)$$

$$p_v = K_a \cdot \gamma \cdot H \quad (35c)$$

que substituídos na equação 34, com $D = 0$, fornecem:

$$K_a(H + X)^3 - K_p X^3 = 0$$

Chamando de:

$$\lambda = K_p/K_a \quad (36)$$

e

$$X = \alpha H \quad (37a)$$

tem-se:

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt[3]{\lambda} - 1} \quad (37b)$$

O valor de A pode ser obtido fazendo-se $D = 0$ em 30.

$$A = k l_0 H \quad (38a)$$

onde

$$l_0 = \frac{1}{\lambda - 1} \quad (38b)$$

No anexo 1 fornece-se uma tabela de α e l_0 em função do ângulo δ de atrito.

O valor da ficha calculado por este método pode ser utilizado como valor inicial para as tentativas que serão feitas quando se utilizar a solução geral expressa pela equação 32.

5.3: SOLUÇÃO PROPOSTA POR BOWLES:

O diagrama de carregamento na estaca proposto por Bowles é ligeiramente diferente do mostrado na figura 22. Neste caso a transição da pressão resultante acima do ponto B para o ponto C se dá lentamente.

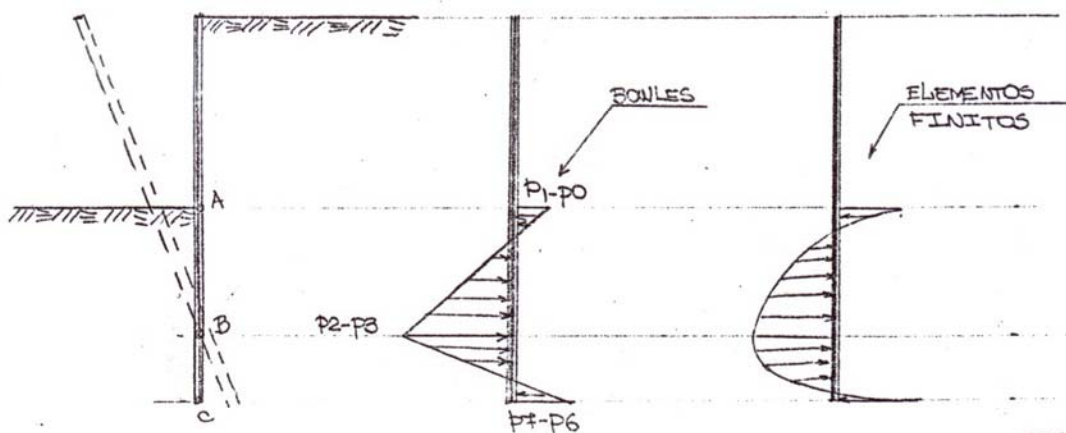


FIG. 25

Neste caso o carregamento fica parecido com o obtido por técnicas de elementos finitos. Na prática isto não representa nenhuma vantagem, pois as soluções são praticamente as mesmas sem nenhuma vantagem adicional em termos de simplificação de cálculo.

06. ESFORÇOS NAS ESTACAS:

Como este tipo de estrutura trabalha predominantemente por flexão, esta deve ser dimensionada para resistir ao momento máximo a que está sujeita.

Há uma tendência a se admitir como momento máximo aquele que ocorre no pé da escavação. No entanto esta hipótese não ocorre.

Na realidade o momento máximo ocorrerá onde o cortante for nulo. No pé da escavação, ponto A, o cortante será igual ao empuxo ativo E_a . A seguir ele continuará aumentando pois o carregamento tem o mesmo sentido de E_a . Isto ocorrerá até o ponto onde o carregamento se anula quando se terá o máximo esforço cortante. A seguir, com a inversão do carregamento, o cortante começará a diminuir até atingir o valor nulo em um ponto distante de Y do ponto A.

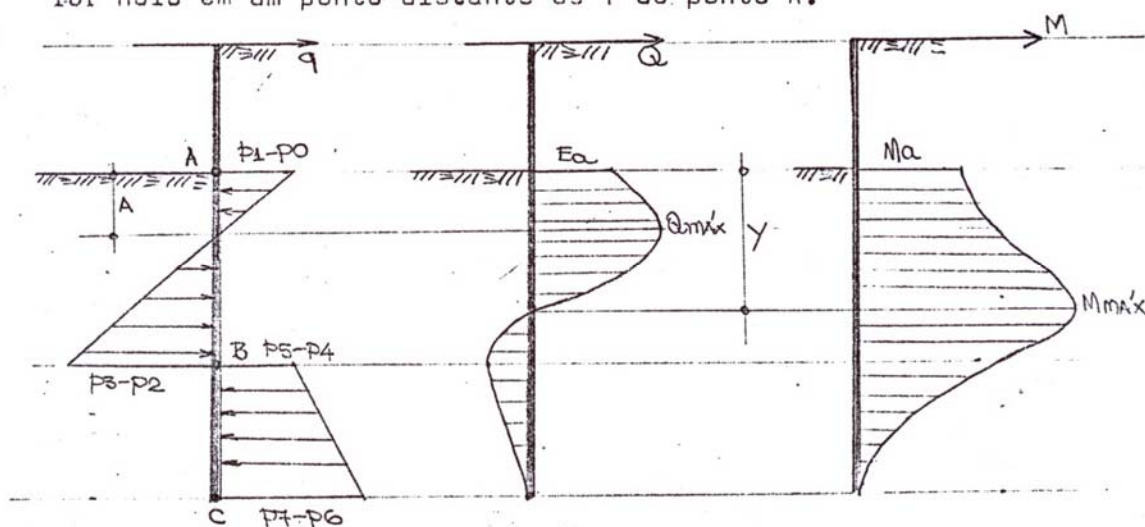


FIG. 26

A distância A é dada pela equação 30.

A distância Y pode ser calculada impondo-se a condição de cortante nulo.

$$E_a + p_1 Y + \frac{K_a \gamma \cdot Y^2}{2} - p_0 Y - \frac{K_p \gamma \cdot Y^2}{2} = 0$$

Substituindo-se os valores das expressões 26, e considerando-se as expressões 28, 29 e 30, tem-se:

$$Y = A + \sqrt{A^2 + 2Ea/C} \quad (39)$$

O valor do momento máximo é obtido substituindo-se X por Y na expressão 34.

$$M_{\max} = Ma + Ea.Y + (K_{apv} - D) \frac{Y^2}{2} - \frac{CY^3}{6} = 0 \quad (40)$$

No caso de solo granular e homogêneo, considerando-se as expressões 36, 37, 38., tem-se:

$$A = k_1.H \quad (41)$$

onde k_1 é dado por (38b)

$$Y = \beta.H \quad (42)$$

onde:

$$\beta = k_1(1 + \sqrt{1 + 1/k_1}) \quad (43)$$

$$M_{\max} = k_2.Ma \quad (44)$$

onde:

$$k_2 = (1 + \beta)^3 - \lambda.\beta^3 \quad (45)$$

No adendo 1 fornece-se uma tabela de β e k_2 em função de φ .

É importante se lembrar que qualquer que seja a teoria para se analisar o equilíbrio (comprimento da ficha) o ponto e o valor do momento máximo serão os mesmos pois dependem apenas da inclinação do diagrama de carregamento no trecho AB.

07. DIMENSIONAMENTO:

Conforme já foi citado, as estacas devem ser dimensionadas a flexão simples.

O dimensionamento a força cortante pode ser desprezado pois este tipo de esforço neste caso é desprezível face a resistência ao cisalhamento do concreto.

O momento para o qual a estaca deve ser dimensionada é dada multiplicando-se o momento máximo da expressão 40 ou 44 pelo espaçamento entre estacas.

O dimensionamento da seção pode ser feito pelas fórmulas universais, válidas para seção qualquer, admitindo-se uma distribuição uniforme de tensões no concreto.

Os parâmetros que definem a geometria da seção estão indicados na figura 27.

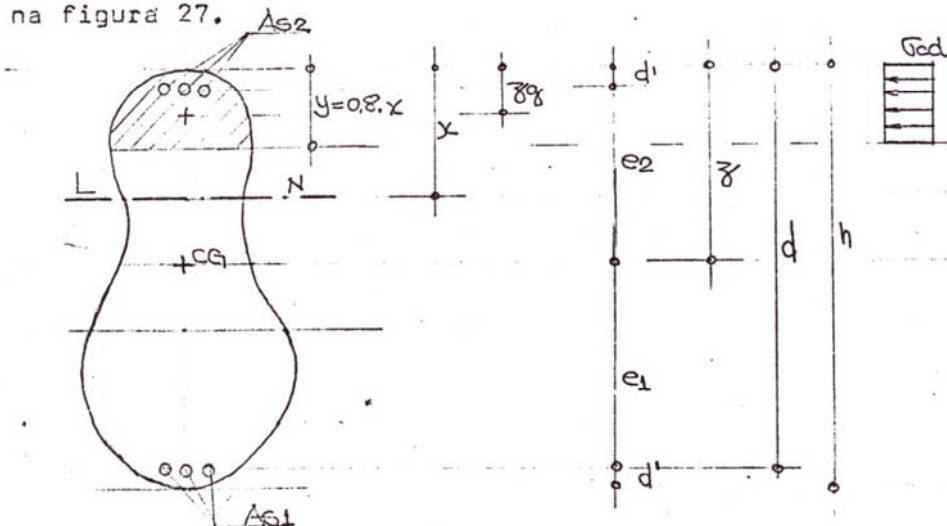


FIG. 27

As_1 = área da armadura tracionada pelo efeito exclusivo do momento fletor.

As_2 = idem para armadura comprimida.

Ac = área de concreto total da seção.

Acc = área de concreto comprimida.

z = posição do centro de gravidade da seção.

z_g = posição do centro de gravidade da área de concreto comprimida

e_1, e_2 = distâncias dos centros de gravidade das armaduras As_1, As_2 , ao centro de gravidade da seção.

x = posição da linha neutra.

$y = 0,8.x$ = altura da área de concreto comprimida.

h = altura total da seção.

d' = cobrimento da armadura

$d = h - d'$ = altura útil da seção.

Os parâmetros adimensionais da seção.

$$\beta_{e1} = e_1/h ; \quad \beta_{e2} = e_2/h \quad (46a)$$

$$\beta_x = x/h \quad (46b)$$

$$\beta_y = y/h = 0,8 \beta_x \quad (46c)$$

$$\delta = d'/h \quad (46d)$$

$$\beta = A_{cc}/A_c \quad (46e)$$

$$\beta' = A_{cc} z_g / A_c \cdot h \quad (46f)$$

$$\rho_1 = A_{s1} / A_c \quad (46g)$$

$$\rho_2 = A_{s2} / A_c \quad (46h)$$

No caso de seção circular, tem-se:

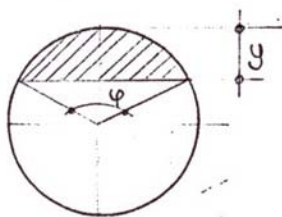


FIG. 28

$$\cos \psi = 1 - 2 \cdot \beta y \quad (47a)$$

$$\beta = (\psi - \sin \psi \cdot \cos \psi) / \pi \quad (47b)$$

$$\beta' = 0,5 \cdot \beta - \sin^3 \psi / 3\pi \quad (47c)$$

Os parâmetros adimensionais relativos aos esforços são:

$$\alpha_1 = \frac{\sqrt{s_1 d}}{\sqrt{c d}} \quad (48a)$$

$$\alpha_2 = \frac{\sqrt{s_2 d}}{\sqrt{c d}} \quad (48b)$$

$$\sqrt{\quad} = \frac{N d}{\sqrt{c d \cdot A_c}} \quad (48c)$$

$$\mu = \frac{M_d}{\sigma_{cd} \cdot A_c \cdot h} \quad (48d)$$

onde: σ_{s1d} e σ_{s2d} são as tensões nas armaduras A_{s1} e A_{s2} , respectivamente, N_d e M_d são o esforço normal e o momento fletor de cálculo, e σ_{cd} é a tensão de compressão no concreto, dada por:

$$\sigma_{cd} = \frac{0,80}{1,4} \cdot f_{ck} \quad (48e)$$

As expressões que fornecem as duas taxas de armadura são:

$$\rho_1 = \frac{\beta_{e2} \cdot \mu - \beta' + \beta \cdot \delta_2}{\alpha_1 (\beta_{e1} + \beta_{e2})} \quad (49a)$$

$$\rho_2 = \frac{\beta_{e1} \cdot \mu + \mu + \beta' - \beta (1 - \delta)}{\alpha_2 (\beta_{e1} + \beta_{e2})} \quad (49b)$$

No caso de flexão simples, esforço normal nulo, o dimensionamento pode-se dar na zona C ou na zona D.

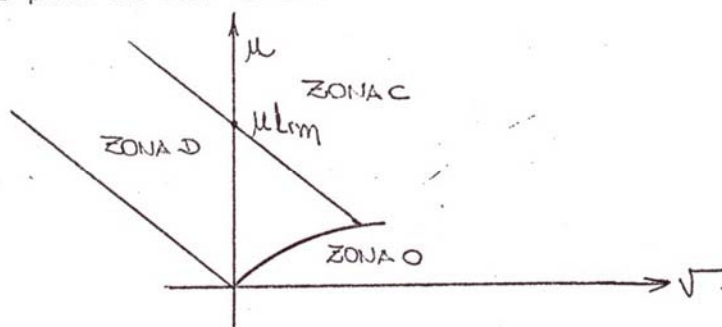


FIG. 29

Na zona D o concreto resiste sozinho ao esforço de compressão e a armadura de compressão é desnecessária. Neste caso temos como incógnita a posição da linha neutra. Como a armadura A_{s2} é nula, a posição da L.N. é tal que:

$$\frac{\mu + \beta' - \beta (1 - \delta)}{\alpha_2 (\beta_{e1} + \beta_{e2})} = 0$$

$$\mu = \beta (1 - \delta) - \beta' \quad (50)$$

O valor de β_y é tal que o valor μ calculado pela expressão 50 seja igual ao μ_{dado} , o deve ser determinado por tentativas.

Nesta zona, a deformação na armadura de tração será sempre maior do que a deformação correspondente ao escoamento. Logo sempre teremos:

$$\sigma_{s1d} = f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_f} \quad (51)$$

Na zona C a seção requer uma armadura de compressão. Nesta situação, a posição da linha neutra deve ser imposta. Por questão econômica, adota-se para esta situação a posição da linha neutra limite dada por:

$$\beta_{x\text{lim}} = \frac{35}{35 + \epsilon_{yd}} (1 - \delta) \quad (52)$$

onde ϵ_{yd} é a deformação específica do aço para a tensão de escoamento.

O valor de μ limite é calculado pela expressão 50 calculando β e β' com $\beta_{y\text{lim}}$.

Na zona C, quando se trabalha com aço tipo A, a armadura é concentrada próxima a face superior, a deformação na armadura A_{s2} será sempre maior do que ϵ_{yd} . Logo teremos:

$$\sigma_{s2d} = f_{yd} \quad (53)$$

No caso de seções circulares, o momento adimensional μ pode ser dado em função do momento M (em t.m) do diâmetro D (em cm) da seção e da resistência característica f_{ck} do concreto (em kg/cm^2), considerando-se coeficientes de segurança iguais a 1,4., por:

$$\mu = \frac{311944}{f_{ck} \cdot D^3} \cdot M \quad (54)$$

Chamando de:

$$R1 = -\mu - \beta' + \beta \cdot \delta \quad (55a)$$

$$R2 = \mu + \beta' - \beta (1 - \delta) \quad (55b)$$

As armaduras A_{s1} e A_{s2} , considerando-se sempre o aço em escoamento, podem ser dadas por:

$$A_{s1} = \frac{R1 \cdot f_{ck} \cdot D^2}{9693} \quad (56a)$$

$$As_2 = \frac{R2.fck.D^2}{9693} \quad (56b)$$

No adendo II apresenta-se uma tabela que fornece R1 e R2., em função de μ para o aço CA-50A. Para utilização desta tabela basta-se considerar as expressões 54 e 56.

Para o caso da zona D, armadura simples, os valores foram determinados atribuindo-se valores crescentes para β_y , calculando-se β e β' através das expressões 47, μ através da expressão 50 e R1 através das expressões 55 até se atingir $\beta_{y_{lim}}$. A partir daí, para novos valores de μ , R1 e R2 foram calculados pelas expressões 59.

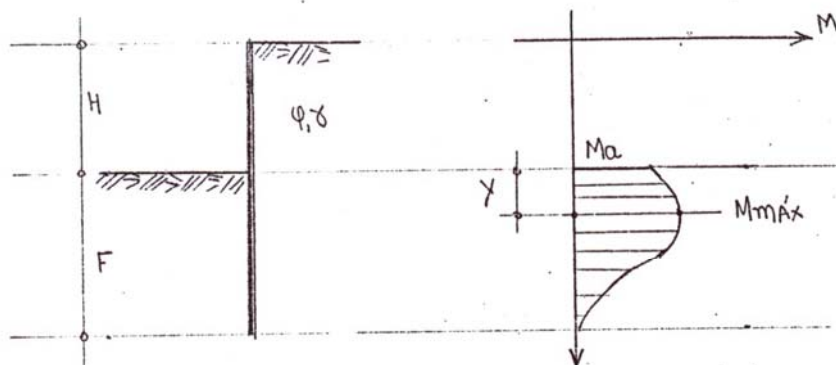
Para confecção desta tabela foi considerado um valor relativamente alto para a taxa de cobrimento.

O valor utilizado foi determinado para estacas de diâmetro de 32cm. Nestas a armadura é colocada dentro de uma camisa de 25cm. Considerando uma folga entre a armadura e a camisa, a bitola usual de estribo (5mm) e um possível deslocamento do centro de gravidade da armadura devido ao grande número de barras, o valor encontrado para δ' foi de 0,234.

ADENDO I

ESTRUTURAL
 PROJETOS E CONSULTORIA DE ESTRUTURAS

VALORES DA FICHA, DO PONTO E DO VALOR DO MOMENTO MÁXIMO PARA U
 MA CORTINA DE ESTACAS PRANCHA EM SOLO HOMOGÊNEO NÃO COESIVO



Características do solo: expressões 8, 13, 36, 37b, 38b, 43 e 45.

$$K_a = \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2)$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45 + \varphi/2)$$

$$\lambda = K_p/K_a$$

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt[3]{\lambda - 1}}$$

$$k_1 = \frac{1}{\lambda - 1}$$

$$\beta = k_1(1 + \sqrt{1 + 1/k_1})$$

$$k_2 = (1 + \beta)^3 - \lambda \cdot \beta^3$$

Ponto onde o carregamento é nulo, 38a.

$$A = k_1 \cdot H$$

Centro de rotação e ficha, 37a e 33b.

$$X = \alpha \cdot H$$

$$F = X + 0,2(X - A)$$

Ponto e valor do momento máximo, 42 e 44.

$$Y = \beta \cdot H$$

$$M_{\max} = k_2 \cdot M_a$$

φ	α	b_1	β	b_2
20	1,644	0,316	0,962	3,849
21	1,541	0,287	0,895	3,592
22	1,448	0,261	0,835	3,366
23	1,363	0,238	0,780	3,167
24	1,285	0,216	0,729	2,990
25	1,213	0,197	0,683	2,833
26	1,147	0,180	0,641	2,692
27	1,086	0,164	0,601	2,564
28	1,029	0,150	0,565	2,449
29	0,975	0,137	0,531	2,345
30	0,926	0,125	0,500	2,250

ADENDO II

ESTRUTURAL

TABELAS PARA DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS CIRCULARES SUJEITOS A FLEXÃO SIMPLES.

A

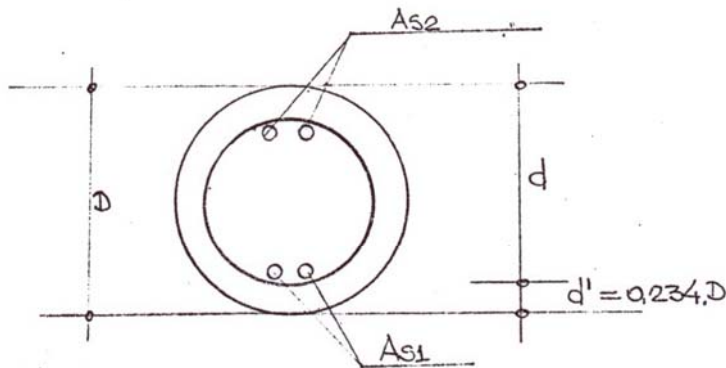


FIG.31

$$\mu = \frac{311944M}{f_{ck}.D^3}$$

$$A_s = \frac{R.f_{ck}.D^2}{9693}$$

Unidades:

M(tm) ; f_{ck} (kg/cm²) ; D(cm) ; A_s (cm²)

ARMADURA SIMPLES - ZONA D

μ	R
0,0036	0,0048
0,0100	0,0134
0,0179	0,0245
0,0269	0,0375
0,0369	0,0520
0,0472	0,0680
0,0581	0,0851
0,0693	0,1033
0,0807	0,1224
0,0902	0,1424
0,1037	0,1631
0,1152	0,1845
0,1266	0,2066
0,1378	0,2292
0,1488	0,2532
0,1595	0,2759
0,1700	0,2998
0,1801	0,3241
0,1898	0,3487
0,1922	0,3549

ARMADURA DUPLA - ZONA C

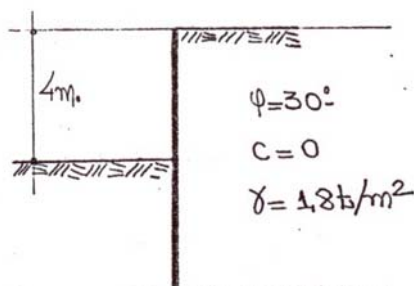
μ	R_1	R_2
0,1922	0,3549	0
0,200	0,3696	0,0147
0,210	0,3883	0,0335
0,220	0,4071	0,0523
0,230	0,4259	0,0711
0,240	0,4447	0,0899
0,250	0,4635	0,1087
0,260	0,4823	0,1275
0,270	0,5011	0,1463
0,280	0,5199	0,1650
0,290	0,5387	0,1838
0,300	0,5575	0,2026
0,310	0,5763	0,2214
0,320	0,5951	0,2402
0,330	0,6139	0,2590
0,340	0,6327	0,2778
0,350	0,6515	0,2966
0,360	0,6703	0,3154
0,370	0,6891	0,3343
0,380	0,7079	0,3530
0,390	0,7267	0,3718
0,400	0,7455	0,3906
0,410	0,7643	0,4094
0,420	0,7831	0,4282
0,430	0,8019	0,4470
0,440	0,8207	0,4658
0,450	0,8395	0,4846
0,460	0,8583	0,5034
0,470	0,8771	0,5222
0,480	0,8959	0,5410
0,490	0,9147	0,5598
0,500	0,9335	0,5786

ADENDO III

EXERCÍCIOS

ESTRUTURAL
PROJETOS E CONSULTORIA DE ESTRUTURAS

01. Determinar o comprimento da ficha o ponto e o valor do momento máximo para a cortina a seguir.



- a - Cálculo dos esforços no pé da escavação:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) = 1/3$$

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2) = 3$$

$$p_v = \gamma \cdot H = 7,2 \text{ t/m}^2$$

$$E_a = \frac{K_a \cdot \gamma \cdot H^2}{2} = 4,8 \text{ t/m}$$

$$M_a = \frac{K_a \cdot \gamma \cdot H^3}{6} = 6,4 \text{ tm/m}$$

- b - Cálculo da ficha pelas expressões 28,31 e 32., por tentativas.

X	5,00	4,00	3,50	3,51	3,52
F	5,90	4,57	3,91	3,92	3,94
M _B	-59,43	-13,30	0,24	0,02	-0,20

Logo, pode-se adotar para a ficha o valor de 3,92m.

- c - Ponto e valor do momento máximo. Expressões 30, 39 e 40.

$$A = \frac{K_a \cdot p_v}{c} = 0,50 \text{ m}$$

$$Y = A + \sqrt{A^2 + 2E_a/c} = 2,00 \text{ m}$$

$$M_{\max} = Ma + EaY + K_{apv} \frac{Y^2}{2} - C \frac{Y^3}{6} = 14,40 \text{ tm/m}$$

Obs.: como o terreno é homogêneo e não coesivo, pode-se utilizar a tabela do Adendo 1. Nelá tem-se para $\varphi = 30^\circ$:

$$\alpha = 0,926 \quad \beta = 0,500 \quad k_2 = 2,250 \quad k_1 = 0,125$$

$$X = \alpha \cdot H = 3,70 \text{ m}$$

$$A = k_1 \cdot H = 0,500 \text{ m}$$

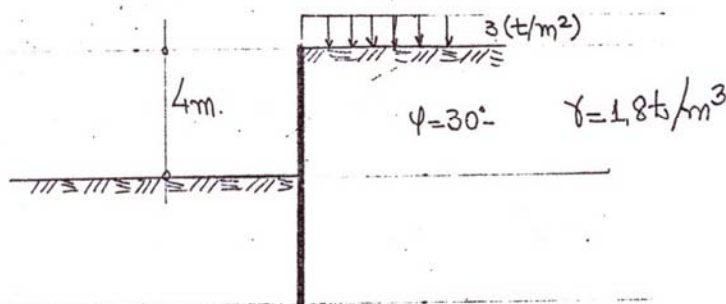
$$F = X + 0,2(X - A) = 4,35 \text{ m}$$

$$Y = \beta \cdot H = 0,50 \text{ m}$$

$$M_{\max} = k_2 \cdot Ma = 14,40 \text{ tm/m}$$

Como se vê, o valor da ficha calculado pelo método de Blum é a favor da segurança.

02. Resolver o exemplo nº 1 para uma sobrecarga no terreno de 3 t/m^2



a - Cálculo dos esforços no pé da escavação:

$$p_v = (q + \gamma \cdot H) = 10,20 \text{ t/m}^2$$

$$Ea = Ka(qH + \frac{\gamma \cdot H^2}{2}) = 8,80 \text{ t/m}$$

$$Ma = Ka(q \frac{H^2}{2} + \frac{\gamma \cdot H^3}{6}) = 14,40 \text{ tm/m}$$

b - Cálculo da ficha, por tentativas, pelas expressões 31 e 32.

$$C = \gamma \cdot (K_p - K_a) = 4,80$$

X	5,00	4,80	4,78	4,77
F	5,61	5,35	5,32	5,31
M _B	-9,62	-1,02	-0,22	0,18

Logo, pode-se adotar para a ficha o valor de 5,32m

c - Ponto e valor do momento máximo, expressões 30, 39 e 40.

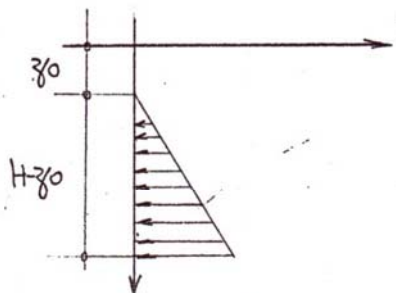
$$A = \frac{K_a \cdot p_v}{C} = 0,70 \text{ m.}$$

$$Y = A + \sqrt{A^2 + 2Ea/C} = 2,75 \text{ m}$$

$$M_{\text{máx}} = Ma + EaY + K_a \cdot p_v \frac{Y^2}{2} - \frac{CY^3}{6} = 34,82 \text{ tm/m}$$

03. Resolver o exemplo nº 1 para uma coesão de $0,5 \text{ t/m}^2$.

Neste caso o diagrama de tensões horizontais será do tipo da figura 12.



A resistência a compressão simples, R_s , e a profundidade das fendas de tração, z_0 , são dadas por:

$$R_s = 2c \cdot \tan(45 + \phi/2) = 1,73 \text{ t/m}^2$$

$$z_0 = \frac{R_s}{\gamma} = 0,96 \text{ m}$$

a - Cálculo dos esforços no pé da escavação:

$$p_v = \gamma \cdot H = 7,20 \text{ t/m}^2$$

$$Ea = \frac{K_a \cdot \gamma \cdot (H - z_0)^2}{2} = 2,77 \text{ t/m.}$$

$$M_a = \frac{K_a \cdot \gamma \cdot (H - z_0)^3}{6} = 2,80 \text{ tm/m}$$

b - Cálculo da ficha por tentativas, expressões 28, 29, 31 e 32.

$$C = \gamma \cdot (K_p - K_a) = 4,80$$

$$D = R_s(1 + K_a) = 2,31$$

X	4,00	3,00	2,50	2,30	2,20	2,15	2,10
F	4,78	3,47	2,83	2,57	2,45	2,328	2,32
M _B	-50,61	-14,47	-4,47	-1,66	-0,48	0,06	0,56

Logo, pode-se adotar para a ficha o valor de 2,15m.

c - Ponto e valor do momento máximo, expressões 30, 39 e 40.

$$A = \frac{K_a \cdot p_v - D}{C} = 0,02 \text{ m}$$

$$Y = A + \sqrt{A^2 + 2Ea/C} = 1,09 \text{ m}$$

$$M_{\text{máx}} = M_a + EaY + (K_a \cdot p_v - D) \frac{Y^2}{2} - \frac{CY^3}{6} = 4,84 \text{ tm/m}$$

04. Resolver o exemplo nº 3 desprezando-se o efeito da coesão no cote apenas.

Neste caso os esforços no pé da escavação serão os mesmos do exemplo 1.

Voltando ao passo b do exemplo anterior, tem-se:

b - Cálculo da ficha, por tentativas, expressões 28, 29, 31 e 32.

$$C = (K_p - K_a) = 4,80$$

$$D = R_s(1 + K_a) = 2,31$$

X	3,00	2,80	2,90	2,82	2,81
F	3,42	3,16	3,29	3,19	3,17
M _B	-3,90	0,14	-1,78	-0,23	-0,05

Logo, o valor da ficha neste caso, passa a 3,17m.

c - Ponto e valor do momento máximo, expressões 30, 39 e 40.

$$A = \frac{K_a.pv - D}{C} = 0,0271$$

$$Y = A + \sqrt{A^2 + 2Ea/C} = 1,43m$$

$$M_{\max} = Ma + EaY + (K_a.pv - D)\frac{Y^2}{2} - \frac{CY^3}{6} = 11,02tm/m$$

CONCLUSÃO

ESTRUTURAL
PROJETOS E CONSULTORIA DE ESTRUTURAS

Como se propôs no resumo, o objetivo deste trabalho foi mostrar a solução do problema de estabilidade de uma cortina de estacas prancha de uma maneira genérica considerando-se o efeito favorável da coesão.

Como se mostrou, quando se dispõe de calculadoras programáveis, a solução é simples e imediata.

Importante é verificar o quão é favorável o efeito da coesão. Isto ficou claro nos exemplos 03 e 04 do adendo III onde foi considerada uma coesão relativamente baixa. O efeito pode ser sentido tanto em termos de ficha, quanto em termos de momento máximo.

A questão que se coloca é quanto se pode considerar de coesão para os solos de nossa região.

A resposta não é tão simples quanto se espera. Em se tratando de cortes em terreno natural, valores muito maiores do que o adotado nos exemplos podem ser encontrados.

Como a dispersão é muito grande, em muitos projetos a coesão é simplesmente desprezada. Isto conduz a estruturas superdimensionadas.

Uma prova real de que a coesão existe e é favorável, é a constatação de cortes de 4m de altura em terreno natural, estáveis sem escoramentos.

Um motivo que leva muitos projetistas a desprezarem o efeito da coesão é a possibilidade desta se anular na presença da umidade.

Na realidade o que de certa maneira destrói a coesão do solo é a exposição do corte a chuvas alternadas com insolação por longo período de tempo. Uma medida que pode ser adotada neste caso é a proteção do corte com lona plástica ou por um revestimento com nata de cimento. Outra saída é se desprezar o efeito da coesão no corte e só considerá-lo daí para baixo como foi feito no exemplo 4.

Em todo caso é bom lembrar que, devido a dispersão da coesão, é importante, quando se for considerá-la no cálculo, que seu valor seja corretamente obtido em laboratório e que em campo sejam tomadas medidas para se preservar o valor adotado.

Quanto ao dimensionamento é bom lembrar que a seção circular não é a geometria apropriada para um elemento submetido a flexão simples. O ideal seria a adoção de seções retangulares que no entanto, são de execução mais difícil em se tratando de estacas tipo "Strauss". Pode-se pensar também em estacas pré-moldadas em seção duplo T. Em todo o caso, em termos de técnicas de execução, muito há para ser melhorado em relação ao que se executa, e o quanto se gasta para executá-lo, em nossa região nos dias de hoje.

BIBLIOGRAFIA

01. VARGAS, Milton - INTRODUÇÃO A MECÂNICA DOS SOLOS - São Paulo - MacGraw-Hill do Brasil, 1977.
02. SCHNEEBELI, Georges - MUROS PANTALLA - Barcelona - Editores Técnicos Associados S.A., 1974.
03. BOWLES, Joseph E. - FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN - Tokyo - MacGraw-Hill Kogakusha Ltd., 1977.
04. VERDEYEN, J.; ROISIN, V. & NUYENS, J. - APPLICATIONS DE LA MÉCANIQUE DES SOLS - Vol. 2 - Paris - Vander e Dunod Éditeur, 1971
05. BOWLES, Joseph E. - ANALYTICAL AND COMPUTER METHODS IN FOUNDATION ENGINEERING - Tokyo - McGraw-Hill Kogakusha Ltd., 1974.
06. CAPUTO, Homero P. - MECÂNICA DOS SOLOS E SUAS APLICAÇÕES - V. 2 - Rio de Janeiro - Livros Técnicos e Científicos Editores S.A., 1983.
07. SANTOS, Lauro Modesto - INSTABILIDADE E PROJETO DE PILARES - São Paulo - Notas de aulas - Curso ET-03A/78 da FDTE/EDUSP., 1978